

# Comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado de ductilidad limitada

## *Seismic behaviour of restricted-ductility reinforced concrete buildings*

Juan Carlos Vielma<sup>(1)</sup>, Alex H. Barbat<sup>(2)</sup> y Sergio Oller<sup>(3)</sup>

Recibido / Received: 30/03/2007  
Aceptado / Accepted: 08/04/2008

### RESUMEN

En el proyecto sismorresistente de edificios es necesario conocer previamente el valor de la ductilidad que éstos podrán llegar a alcanzar al ser sometidos a movimientos sísmicos fuertes. Los valores de ductilidad de referencia están incluidos en las normas de proyecto sismorresistente. Su estimación también puede hacerse bajo criterio de expertos o de la observación de la respuesta que los edificios han tenido ante determinados terremotos. Sin embargo, en el pasado, el problema se ha enfocado generalmente en la respuesta de edificios dúctiles, como son los edificios porticados con vigas de canto, sin que existan muchas referencias que permitan conocer la respuesta de los edificios de ductilidad limitada, entre los que se encuentran los edificios con forjados reticulares, que es la tipología más usual en España. En este trabajo se estudia la respuesta no lineal de edificios de ductilidad limitada, proyectados conforme a los requisitos de la instrucción española (EHE) y la norma sismorresistente NCSE-02, y se obtienen los valores de ductilidad a partir de dicha respuesta, lo que permiten verificar los valores de los factores de reducción aplicados en la determinación de las fuerzas sísmicas y los valores de reserva de resistencia. La evaluación de los edificios se complementa mediante la determinación de las curvas de fragilidad y de las matrices de probabilidad de daño, que permiten conocer la probabilidad de excedencia de Estados Límite previamente establecidos..

**Palabras clave:** normativa, ductilidad, sismo, reserva de resistencia, edificios porticados, respuesta no lineal.

### ABSTRACT

*In the earthquake resistant design of buildings, it is necessary to know a priori the value of the ductility that these will be able to reach when subjected strong ground motions. These values are available in the seismic design codes but their estimation can be also made using expert's opinion or the actual response of the buildings during certain seismic events. Nevertheless, in previous research the problem has been generally centred on the response of structures with ductile behaviour, like special moment-resisting frames, and there are not enough data available on the seismic behaviour of buildings with restricted ductility, such as the buildings with waffle slabs. In this study, the nonlinear behaviour of buildings with restricted ductility is examined. These buildings are designed according to the requirements of the EHE instruction and of the NCSE-02 code. The values of ductility are calculated starting from the results of the nonlinear static analysis of the building, that allow verifying the values of the reduction factors applied in the determination of the seismic forces and the values of the structural overstrength. The evaluation of the restricted ductility buildings is complemented by the determination of fragility curves and damage probability matrices which allow establishing the exceedance probability of previously established Limit States.*

**Keywords:** seismic code, ductility, earthquake, overstrength, framed buildings, non linear.

<sup>(1)</sup> Univesidad Centrooccidental Lisandro Alvarado. Decanato de Ingeniería Civil, Barquisimeto, Venezuela.

<sup>(2)</sup> Universidad Politécnica de Cataluña. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

<sup>(3)</sup> DUniversidad Politécnica de Cataluña. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

## 1. INTRODUCCIÓN

La aparición de procedimientos claros con base en prestaciones (ATC-40 [1], FEMA-273 [2]) aplicables a la adecuación y proyecto sismorresistente de edificios, ha incrementado el interés de los investigadores sobre la respuesta estática no lineal de las estructuras [3]. Entre las tipologías más estudiadas se encuentra la de los edificios porticados con vigas de canto [4; 5]; sin embargo, los edificios que se proyectan para que tengan una respuesta poco dúctil, denominados edificios de ductilidad limitada, entre los que se incluyen los edificios con forjados reticulares y los edificios porticados con vigas planas, han sido menos estudiados [6].

Existen dos características de la respuesta no lineal que permiten establecer si la respuesta estructural es adecuada para una determinada amenaza sísmica: la ductilidad estructural y la reserva de resistencia. Las normas de proyecto sismorresistente en general y la norma española NCSE-02 [7], en particular, contemplan factores de reducción muy bajos para los edificios de ductilidad limitada. Estos valores han sido establecidos considerando que dichas estructuras disponen de una baja capacidad de disipación de energía.

La otra característica importante es la reserva de resistencia, la cual tiene especial significación debido a que a excepción del UBC-97 [8] y del IBC-2003 [9], no existen en las normas de proyecto sismorresistente de edificios, referencia directa a los valores de la reserva de resistencia, que son importantes en el cálculo de los factores de reducción de respuesta [10] y [11].

El principal objetivo de este trabajo es el de calcular los valores de la ductilidad y de la reserva de resistencia de los edificios de ductilidad limitada y compararlos con los valores de un edificio proyectado para un valor intermedio de ductilidad. Para calcular estos valores se aplica el análisis estático no lineal con control de fuerzas, utilizando el concepto de índice de daño estructural con el fin de obtener los valores de los desplomes últimos de los edificios. Los desplomes correspondientes al punto de plastificación se obtienen aplicando la forma bilineal idealizada [12]. Conocida la respuesta no lineal, se estudia el efecto beneficioso que sobre ésta tendría la mejora de las características de ductilidad del acero de refuerzo, del confinamiento longitudinal y transversal y la aplicación de tipologías estructurales que logran combinar las características de los edificios de ductilidad limitada con las de los edificios porticados con vigas de canto. Las tipologías estructurales de ductilidad limitada también se estudian aplicando un procedimiento de corte determinista-probabilista, que consiste en el cálculo de los valores de los desplomes correspondientes a los Estados Límite con base en los desplomes relativos obtenidos del análisis estático no lineal, los cuales permiten obtener las curvas de fragilidad aplicando un procedimiento de distribución lognormal, para finalmente calcular las matrices de probabilidad de daño correspondientes a la demanda establecida en la norma sismorresistente NCSE-02.

## 2. CASOS ESTUDIADOS

Para explicar mejor las implicaciones que tienen la tipología y el proyecto de las estructuras en la respuesta global de

las mismas, se estudian tres edificios con características diferentes. Los dos primeros edificios, uno con vigas planas y el otro con forjados reticulares, se pueden clasificar como edificios de ductilidad limitada, puesto que se proyectan con factores de reducción bajos y se espera que su respuesta no lineal muestre un valor de ductilidad estructural también bajo. El tercero es porticado con vigas de canto, cuya ductilidad se ubica entre intermedia y alta. A continuación se describen las brevemente las estructuras de los tres edificios, para una descripción más detallada de estos edificios ha sido publicada en las referencias [13] y [14].

### 2.1. Edificio con forjados reticulares

El edificio de hormigón armado con forjados reticulares tiene nervios orientados según las líneas que unen los extremos de los pilares. El edificio tiene tres niveles, el primero con una altura de 4,5 m, mayor que la del resto de los niveles, que tienen 3,0 m. Esta configuración corresponde al caso usual de los edificios que se proyectan para albergar locales comerciales en la planta baja. Tiene cuatro vanos en la dirección paralela al eje  $x$  y tres en la dirección paralela al eje  $y$ . Algunos pilares están desviados 1,0 m en dirección  $x$  e  $y$ , tal como puede verse en la Figura 1. Este hecho se ha previsto para estudiar el efecto de los pilares que no forman líneas resistentes. Como consecuencia se tiene el inconveniente de no poder definir como unidad estructural básica los pórticos. En la Figura 2 se muestra un pórtico equivalente del edificio con forjados reticulares. El sistema de forjados es de tipo bidireccional, con nervios ortogonales entre sí. El canto total de los forjados es de 30 cm.

El predimensionamiento de los pilares y forjados se ha efectuado aplicando inicialmente sólo las cargas de gravedad distribuidas sobre la superficie de toda la planta, en las áreas contribuyentes. De esta forma, las cargas puntuales se distribuyen a los pilares, evitando que las mismas superen el criterio preestablecido del 30% de la resistencia del área bruta del hormigón.

### 2.2. Edificio con vigas planas

La tipología seleccionada para este segundo ejemplo es la de un edificio porticado formado por pilares y vigas planas, con un sistema de forjados unidireccionales que se apoyan sobre estas últimas (véase la Figura 3). Las vigas planas se utilizan tanto en la dirección que recibe las viguetas del forjado unidireccional como en la dirección de arriostramiento.

Las dimensiones en planta de este edificio son similares a las del edificio con forjados reticulares, pero los pilares se han alineado con lo que se definen líneas resistentes de pórticos ortogonales entre sí, tal como puede verse en la Figura 3. Se mantienen las consideraciones de planta baja débil por su mayor altura, con el resto de los niveles conservando la misma altura y los mismos números de vanos en ambas direcciones. En la Figura 4 se muestra el alzado típico de uno de los pórticos que forman este edificio, con las secciones transversales de pilares y vigas.

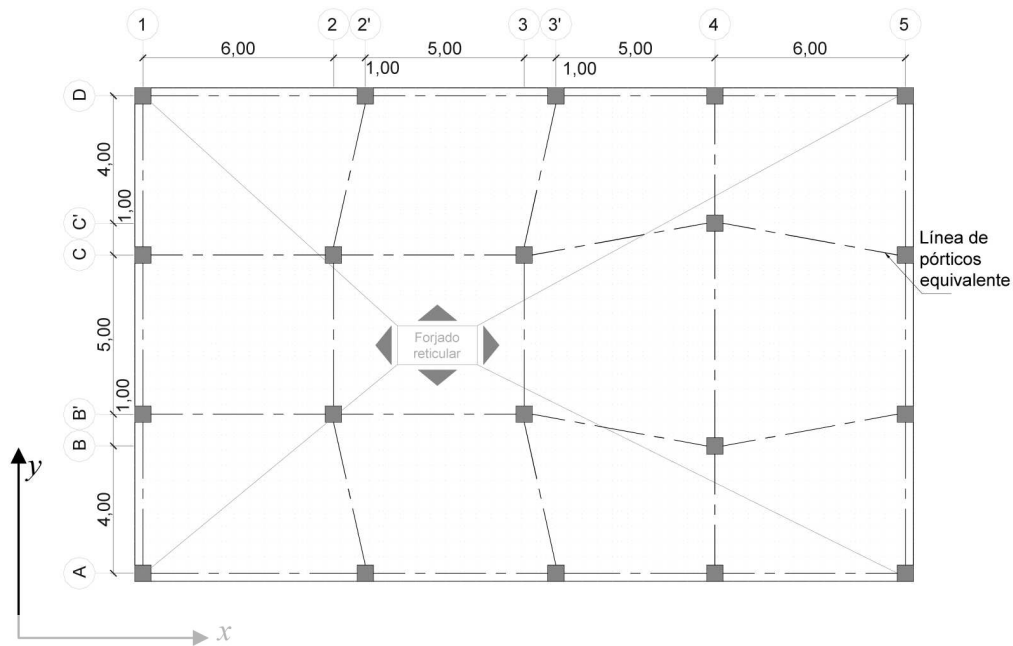


Figura 1. Planta típica del edificio con forjados reticulares (igual en todos los niveles).



Figura 2. Pórtico equivalente del edificio con forjados reticulares.

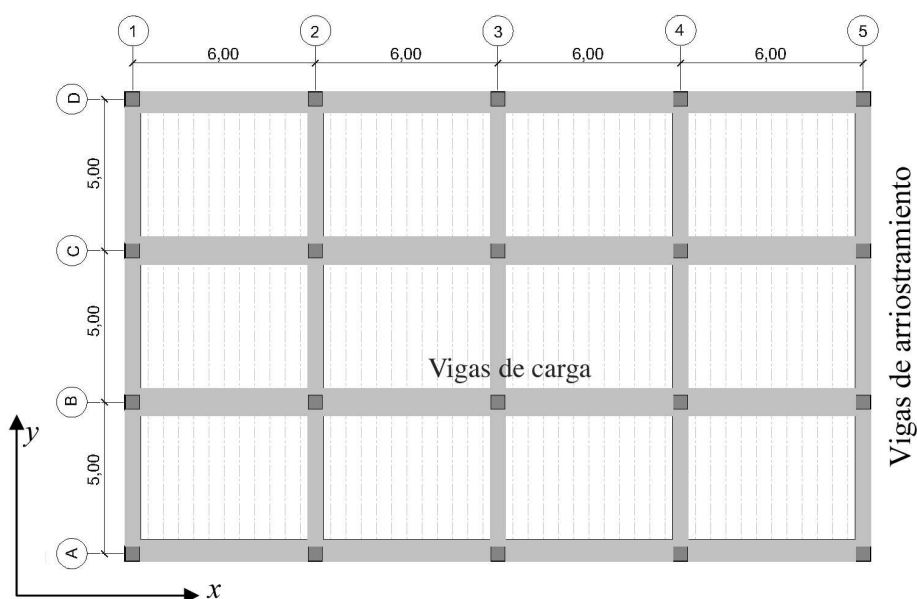


Figura 3. Planta típica del edificio con vigas planas (igual en todos los niveles).

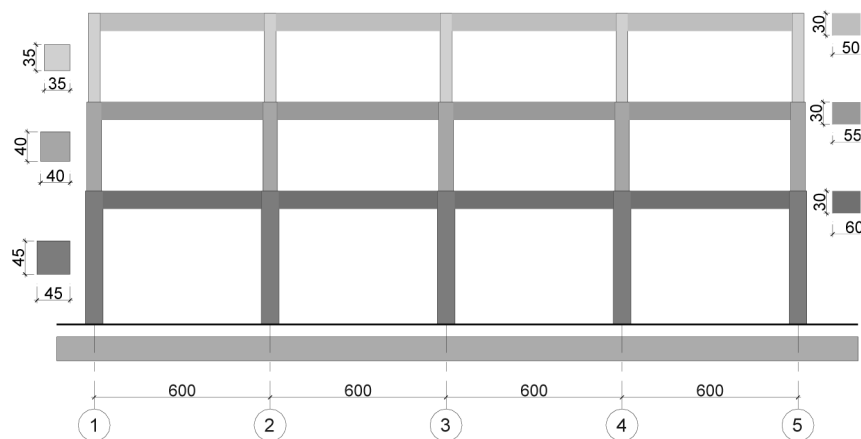


Figura 4. Pórtico del edificio con vigas planas.

### 2.3. Edificio porticado con vigas de canto

Este edificio tiene características geométricas generales similares a las del edificio de vigas planas, pero con diferentes

dimensiones de los pilares y las vigas, véase la Figura 5. La diferencia se encuentra en que las vigas están posicionadas de canto, con la dimensión mayor orientada verticalmente. El sistema de forjado es del tipo unidireccional. Los criterios de



Figura 5. Planta típica del edificio porticado con vigas de canto (igual en todos los niveles).

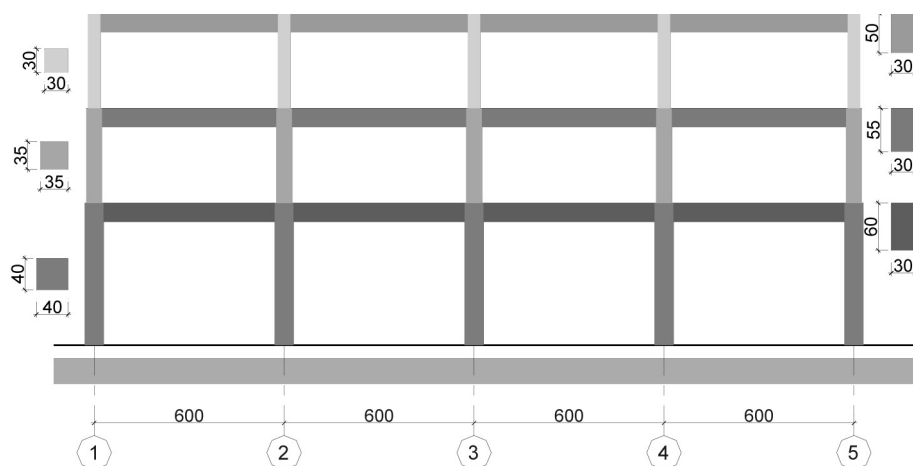


Figura 6. Pórtico típico del edificio porticado con vigas de canto.

predimensionamiento se mantienen. Se añade el criterio de obtener las dimensiones a partir del predimensionamiento sísmico, incrementando únicamente las dimensiones de los pilares para proyectar la estructura de acuerdo con el criterio de pilar fuerte y viga débil.

La planta del edificio es regular, cuenta con ejes bien definidos y alineados, formando pórticos resistentes en las direcciones  $x$  y  $y$ , tal como se muestra en la Figura 5. En la Figura 6 se muestra un alzado de un pórtico típico del edificio.

### 3. ANÁLISIS NO LINEAL

Efectuando el análisis modal previsto en la norma NCSE-02, se han determinado las fuerzas sísmicas de cálculo a aplicar en los nudos de los pórticos del edificio. Para ello se utiliza el espectro inelástico de proyecto que se muestra en la Figura 7, que es el mismo que se aplica en la determinación de las fuerzas sísmicas de proyecto del edificio con forjados reticulares y el porticado con vigas planas [15].



Figura 7. Espectro inelástico determinado de acuerdo con la norma NCSE-02.

El análisis no lineal tiene como principal objetivo el de hacer una evaluación más ajustada a la realidad de la respuesta de los edificios proyectados de acuerdo con el método de cálculo lineal elástico previsto en la norma NCSE-02. De esta manera se podrá ilustrar, por una parte, la manera en que el proyecto sismorresistente mejora la capacidad dúctil de las estructuras y, por otra, de qué manera la respuesta no lineal cuestiona ciertas simplificaciones que se efectúan en el análisis elástico. Se debe mencionar también que dichas simplificaciones no siempre tienen un significado del todo claro para el proyectista de estructuras [15].

#### 3.1. Modelización de los edificios

Los resultados se han calculado mediante los modelos 2D de los edificios descritos anteriormente, definiéndose pórticos representativos para cada uno de los modelos estructurales analizados. Dada la presencia de pilares no alineados en el edificio con forjados reticulares, se ha decidido modelizar uno de los pórticos exteriores de este edificio, ya que el resto de los elementos no constituyen un sistema estructural modelizado como plana en sentido estricto, pues aparece el efecto de torsión.

Respecto al análisis no lineal, se ha utilizado el programa de elementos finitos PLCd [16], que permite modelizar el hormigón armado como un material compuesto y en el que se aplica la teoría de mezclas [17]. En la Figura 8 se muestra una discretización típica de los pórticos, cuyos elementos tienen longitudes variables que dependen de las zonas confinadas de pilares y de vigas, en dicha figura los elementos que convergen en los nodos pilar-viga tienen un mayor confinamiento y se muestran con un color más oscuro, mientras que el resto de los elementos, que corresponden a los tramos, tienen un color más claro. Las longitudes de las zonas de confinamiento dependen de las secciones transversales de los elementos estructurales, de los diámetros del acero longitudinal y de las luces de los vanos o de las alturas entre los niveles consecutivos.

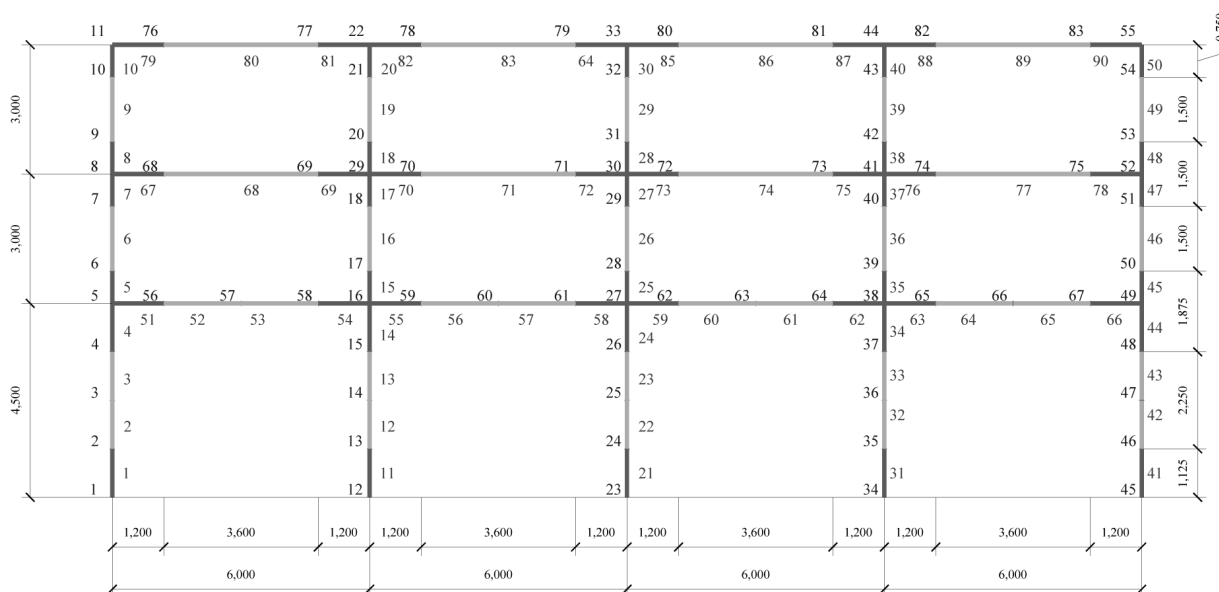


Figura 8. Discretización típica de uno de los pórticos analizados.



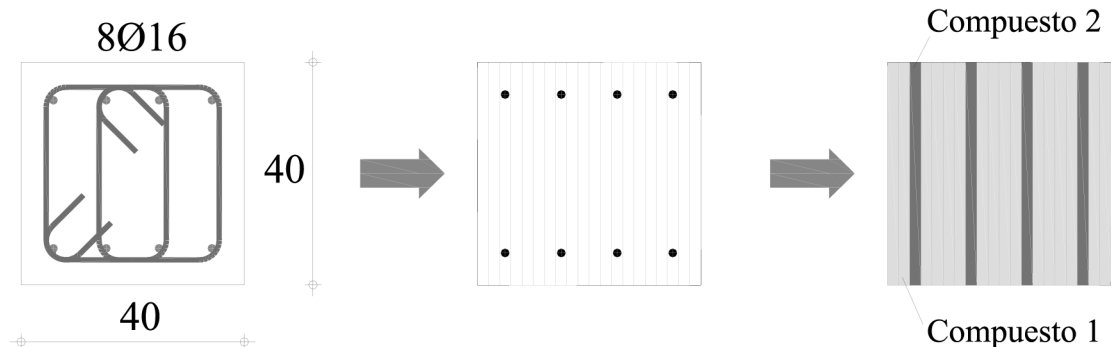


Figura 9. Discretización de las secciones de los elementos.

Con los detalles de las secciones es posible efectuar la discretización de cada elemento subdividiéndolos en franjas en cuyo espesor es posible ubicar el refuerzo longitudinal. Con la distribución resultante es posible determinar la proporción de los materiales que integran cada franja del compuesto.

la resistencia del hormigón confinado, partiendo de las propiedades geométricas (dimensiones de la sección, dimensiones de la zona confinada, área de refuerzo transversal) y mecánicas (resistencia nominal del hormigón, tensión de plastificación del acero) que caracterizan la sección. La expresión general, aplicable a pilares y vigas, es:

### 3.2. Determinación de la resistencia del hormigón confinado

Los pórticos de los edificios objeto de este estudio están formados por elementos que se encuentran definidos por tramos con diferente confinamiento, por tanto es necesario disponer de los valores de la resistencia a compresión del hormigón considerando el efecto beneficioso que sobre esta tiene el confinamiento suministrado por las armaduras.

La resistencia a compresión del hormigón confinado supera a la resistencia nominal del hormigón, obtenida del ensayo a compresión de probetas sin armaduras, por tanto sin confinamiento. Existe un procedimiento, propuesto por Mander *et al.* [18] que permite estimar de forma aproximada el valor de

$$f'_{cc} = \left( -1,254 + 2,254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7,94}{f'_c} f'_i} - \frac{2 \cdot f'_i}{f'_c} \right) \cdot f'_c \quad (1)$$

En la ecuación anterior,  $f'_{cc}$  es la resistencia del hormigón confinado,  $f'_c$  es la resistencia nominal del hormigón y  $f'_i$  es un parámetro que contiene el grado y calidad del confinamiento, el cual debe calcularse para secciones rectangulares y secciones cuadradas con armadura con distribución asimétrica, para cada una de las direcciones de la sección transversal, según:

$$f'_i = K_e \cdot \rho_i \cdot f_{yi} \quad \text{con } i = x, y \quad (2)$$

siendo  $K_e$  el coeficiente de efectividad de confinamiento, cuyo valor recomendado para secciones rectangulares y cua-

	<b>Zona confinada</b> $f'_c$ 2500 N/cm <sup>2</sup> $s$ 8 cm $d$ 35 cm $ast$ 0.78539816 cm <sup>2</sup> $ast$ (total) 3.14159265 cm <sup>2</sup> $ac$ 280 cm <sup>2</sup> $\rho$ 0.01121997 $fl$ 353.429174 N/cm <sup>2</sup> $f_{cc}$ 4367.64444 N/cm <sup>2</sup>
$f'_c$ : Resistencia nominal a compresión del hormigón $s$ : Separación de los cercos $d$ : Dimensión del núcleo confinado $ast$ : Área de cada armadura longitudinal $ast$ (total): Área total de armadura longitudinal $fl$ : Máxima compresión lateral $f_{cc}$ : Resistencia a compresión del hormigón confinado	<b>Zona no confinada</b> $f'_c$ 2500 N/cm <sup>2</sup> $s$ 16 cm $d$ 35 cm $ast$ 0.78539816 cm <sup>2</sup> $ast$ (total) 3.14159265 cm <sup>2</sup> $ac$ 560 cm <sup>2</sup> $\rho$ 0.00560999 $fl$ 176.714587 N/cm <sup>2</sup> $f_{cc}$ 3552.49268 N/cm <sup>2</sup>

Figura 10. Determinación de la resistencia del hormigón confinado.

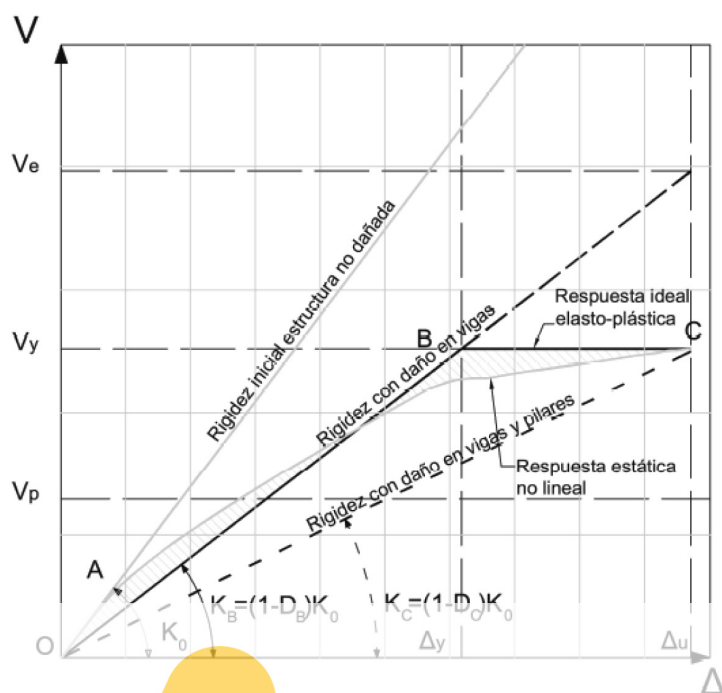


Figura 11. Esquema para la determinación del índice de daño de un elemento estructural.

dradas es de 0,75. Luego,  $\rho_f$  es la relación que hay entre la sección de acero dividida por el área del núcleo confinado del pilar o de la viga. Es importante indicar que el área de acero transversal se calcula mediante un plano transversal a la dirección analizada. Finalmente  $f_{yt}$  es la tensión de plastificación del acero transversal, que es generalmente la misma para cada una de las direcciones analizadas.

En la Figura 10 se muestra el resumen de los cálculos para la determinación del valor de la resistencia a compresión por empuje lateral. Este valor se obtiene a partir de la planta baja del edificio porticado con vigas de canto. Nótese la diferencia de valores correspondientes a la zona confinada y a la zona sin confinar.

### 3.3. Procedimiento de cálculo: Pushover analysis

Para evaluar la respuesta inelástica de las tres estructuras consideradas se aplica un procedimiento de cálculo no lineal con empuje incremental, habitualmente conocido como *pushover analysis*. Dicho procedimiento consiste en someter la estructura, previamente bajo la acción de las cargas de gravedad, a un patrón de fuerzas laterales, representativas de la acción sísmica, distribuidas en altura de acuerdo con diferentes criterios. El criterio aplicado en el análisis no lineal de los edificios objeto de este estudio consiste en el patrón de fuerzas creciente con la altura, debido a que este patrón de fuerzas representa de forma bastante aproximada la respuesta de las estructuras regulares en planta y elevación. Las fuerzas laterales actuantes en cada uno de los niveles se incrementan progresivamente, desde el valor nulo, pasando por las fuerzas que en conjunto producen el cambio de comportamiento estructural elástico a plástico, hasta alcanzar el valor de desplome último, a partir del cual la estructura ya no es capaz de soportar ningún incremento de carga y su colapso es inminente.

A partir de la respuesta estática no lineal que ha sido calculada mediante la aplicación de técnicas de elementos finitos, se obtiene la expresión idealizada bilineal de la Figura 11, siguiendo el procedimiento propuesto por Park en la referencia [12]. En esta figura  $V$  es el cortante en la base y  $\Delta$  es el desplome del nivel de cubierta del edificio. El procedimiento consiste en establecer un segmento secante a la curva de capacidad representativo del comportamiento elástico, que va desde el origen (punto O) hasta el valor que corresponde al 75% del cortante máximo en la base (punto D). La segunda rama de la curva idealizada se obtiene mediante la intersección de este segmento con uno horizontal, correspondiente al valor máximo del cortante en la base (segmento B-C). Este procedimiento de compensación garantiza que la energía disipada por el sistema modelado y el ideal sean iguales (véase la Figura 11).

Del análisis no lineal interesan dos coeficientes que caracterizan la calidad de la respuesta sismorresistente de los edificios. La primera de estas es la ductilidad estructural, definida, como:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

y que se calcula a partir de los valores del desplome de plastificación,  $\Delta_y$ , y del desplome último,  $\Delta_u$ , obtenidos de la curva de capacidad idealizada mostrados en la Figura 11.

El segundo coeficiente que interesa conocer es el denominado reserva de resistencia del edificio,  $R_R$ , que se calcula mediante la relación entre el valor del de cortante  $V_p$  de proyecto en la base, con el cortante  $V_y$  de plastificación en la base, ambos también representados en la Figura 11, según la ecuación siguiente:

$$R_R = \frac{V_y}{V_p} \quad (2)$$

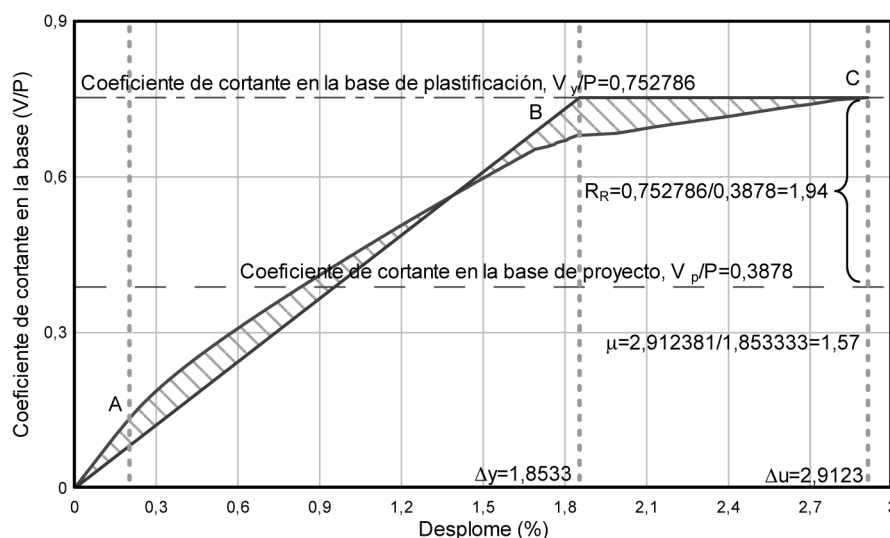


Figura 12. Idealización bilineal de la curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con forjados reticulares.

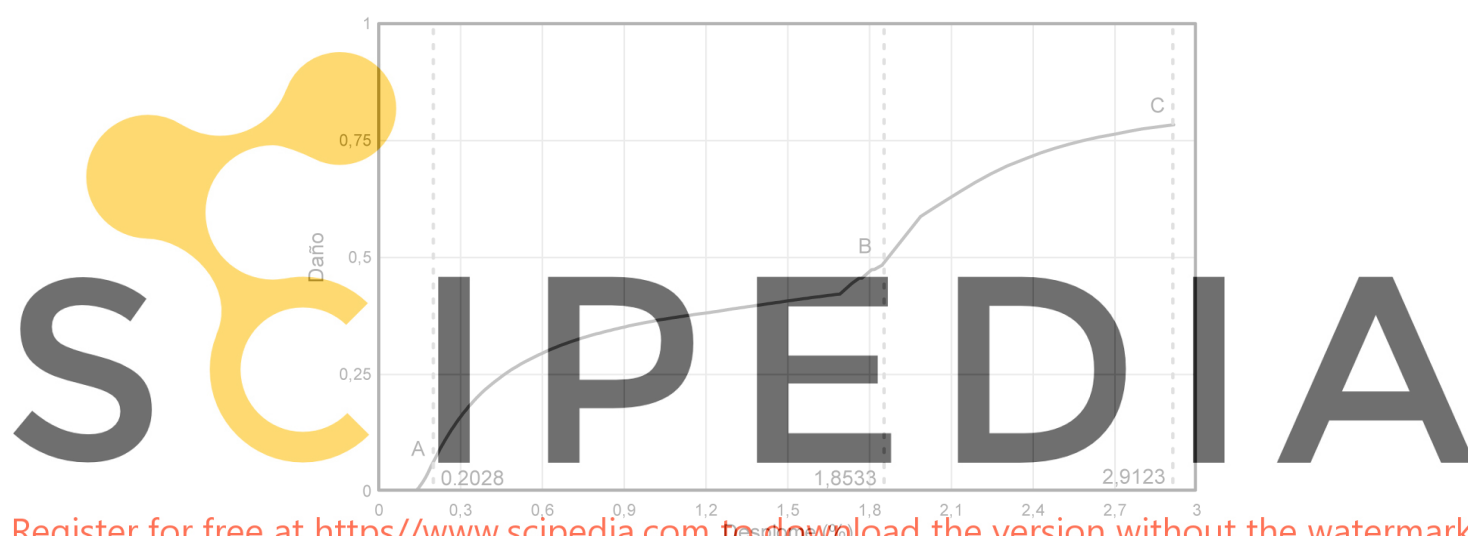


Figura 13. Evolución del índice de daño global en el pórtico exterior del edificio con forjados reticulares.

### 3.4. Respuesta no lineal del edificio con forjados reticulares

En la literatura especializada no abundan los cálculos de la respuesta no lineal de este tipo de edificios, dada la naturaleza especial del sistema estructural. En este caso se ha adoptado un modelo mecánico similar al de *pórtico equivalente* presentado en la Norma ACI-318, ACI Committee 318 [19].

En la Figura 12 se muestra la curva de capacidad calculada para este edificio, utilizando elementos finitos con modelos constitutivos no lineales de daño y plasticidad y dentro de una teoría de mezclas de materiales para controlar la disipación de energía y su correcto comportamiento se han introducido valores medios aproximados de la resistencia y la energía de fractura/aplastamiento, de cada material constituyente (acero-hormigón) [20; 21]. En esta figura el cortante en la base  $V$  ha sido normalizado respecto al peso sísmico del edificio  $P$  y el desplome del nivel de cubierta ha sido normalizado respecto a la altura total del edificio  $H$ .

Si bien el valor de la ductilidad calculado para este edificio ( $\mu = 1,57$ ) parece ser una sugerencia a revisar los valores normativos del factor de ductilidad, también es cierto que los

resultados muestran que este edificio exhibe una alta reserva de resistencia ( $R_R = 1,94$ ).

En la Figura 13 se muestra la evolución del índice de daño del edificio con forjados reticulares, que cuantifica la pérdida de rigidez del conjunto de elementos de la estructura que resisten la carga o conjunto de cargas que conducen al fallo de la misma [22]. El índice está calculado mediante el programa de elementos finitos PLCd [17] con un modelo constitutivo de daño y plasticidad y permite correlacionar el daño con los desplomes.

El punto A indica la aparición de las primeras micro fisuras en la estructura que se incrementan hasta alcanzar la rótula en las vigas (punto B) y, a partir de aquí, comienzan las rótulas en pilares hasta que se alcanza el estado de umbral de colapso (punto C de la Figura 13).

La respuesta poco dúctil del edificio con forjados reticulares puede atribuirse a la aparición de rótulas plásticas en los puntos de transición entre los ábacos y los nervios del forjado del primer nivel. Debe recordarse que, al estar los elementos de los forjados sometidos a flexión inducida por cargas de gravedad, además de la debida a las fuerzas sísmicas de cálculo.



lo, las zonas que requieren un especial armado son las próximas a los nudos y a las del centro del vano, en donde frecuentemente se producen los mayores momentos. Se observa que es complicado poder llevar a cabo un eficiente confinamiento en la zona central de los forjados, lo que en cierto sentido explica su posible mecanismo fallo en el caso sísmico y, por ende, el bajo nivel de ductilidad de la estructura.

### 3.5. Respuesta no lineal del edificio con vigas planas

Los edificios cuyos pórticos tienen vigas planas reciben en la norma española NCSE-02 una consideración diferente a la del resto de los edificios porticados con vigas de canto, en lo que a ductilidad se refiere. Es notable la dificultad técnica de llevar a cabo las disposiciones normativas de armado para garantizar una respuesta dúctil de los elementos de los pórticos de estos edificios. En la Figura 14 se muestra la respuesta global de la estructura hasta alcanzar el desplome último (desplome previo al colapso total) que, junto con el valor del desplome de plastificación, permite calcular el valor de la ductilidad de desplazamiento.

La curva de la Figura 14 indica que el comportamiento se mantiene elástico hasta un valor relativamente bajo del coeficiente de cortante en la base (inferior a un valor de 0,10). Sin embargo, no es este valor el que se considera en el cálculo de la ductilidad, ya que se utiliza el valor de plastificación obtenido de la forma bilineal idealizada que se muestra en la Figura 14. En esta figura, también puede verse el cálculo de la ductilidad del edificio mediante la forma bilineal idealizada. Tal como puede verse, la ductilidad que se obtiene para el edificio con vigas planas es de 1,55 lo que, sin duda alguna, llama la atención debido a que el valor utilizado como factor de reducción de respuesta, de acuerdo con las recomendaciones normativas, es de 2. En la Figura 15 se muestra la evolución del índice de daño global del pórtico en función del incremento del desplome que se produce al aplicar las cargas horizontales. La evolución del daño muestra que la rigidez del pórtico se degrada rápidamente, incluso para desplomes relativamente pequeños. Este hecho condiciona notablemente la respuesta de este tipo de edificios.

La respuesta del edificio con vigas planas muestra que la estabilidad de la estructura depende del fallo de dichas vigas.

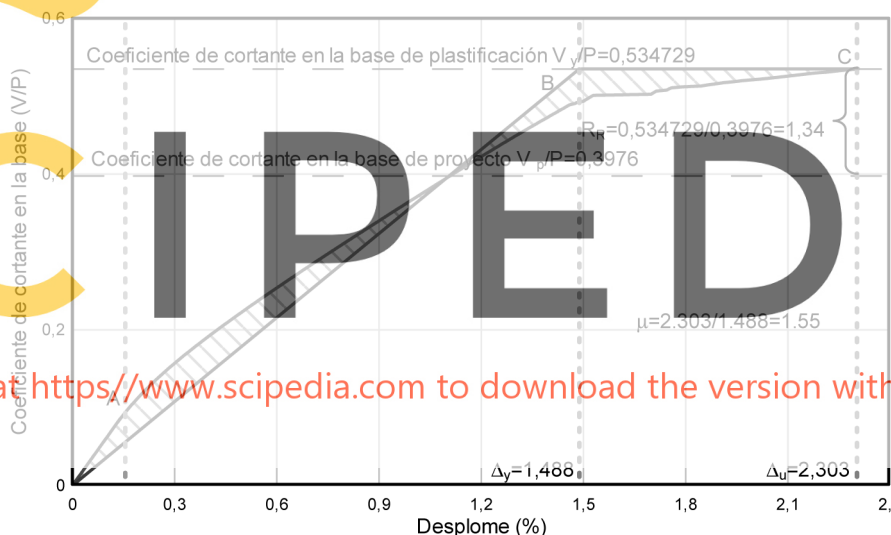


Figura 14. Curva de capacidad idealizada del pórtico exterior del edificio con vigas planas.

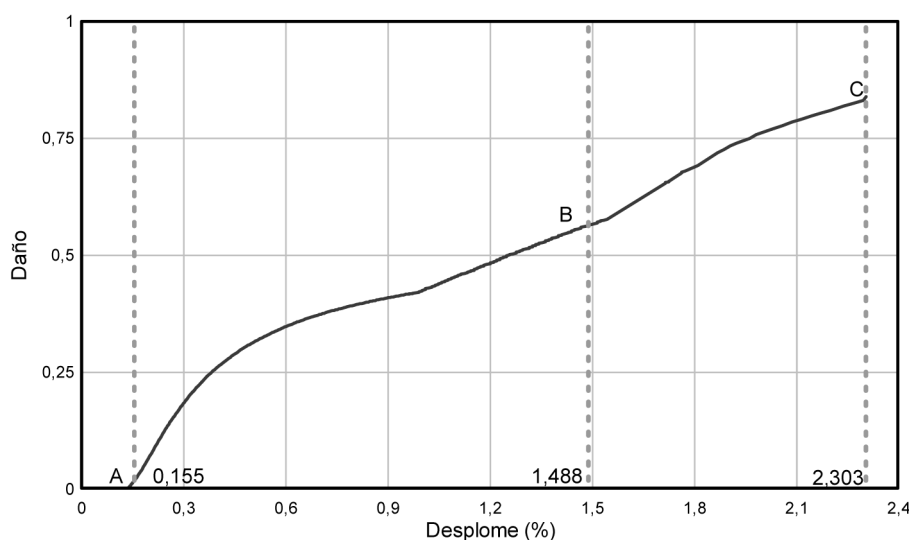


Figura 15. Evolución del índice de daño global en el pórtico.

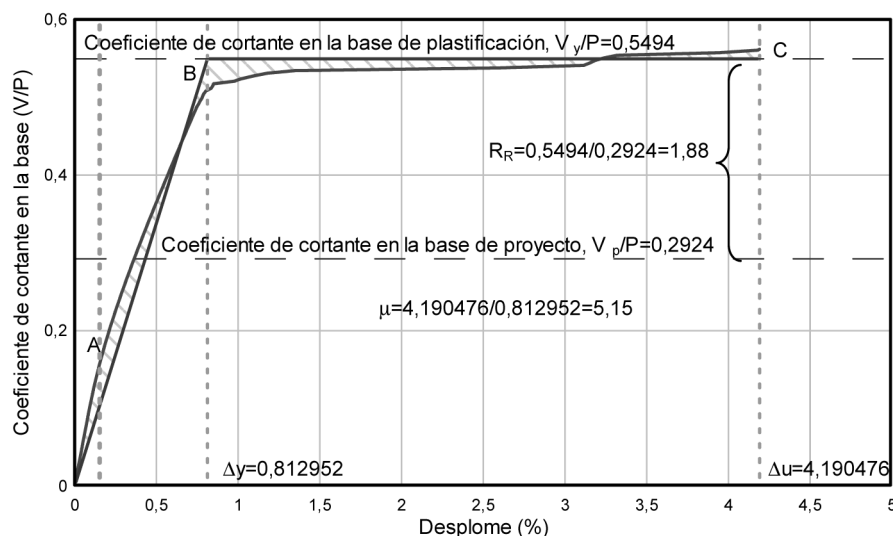


Figura 16. Curva de capacidad idealizada del pórtico externo del edificio porticado con vigas de canto.



Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark

Figura 17. Evolución del índice de daño global en el pórtico externo del edificio porticado con vigas de canto.

Esta observación es importante a la hora de decidir entre la selección de un sistema con vigas de canto o uno con vigas planas, puesto que este último dispone de una ductilidad inferior a la de proyecto y, por ende, de un factor de reducción de respuesta  $R$  menor.

### 3.6. Respuesta no lineal del edificio porticado con vigas de canto

En la Figura 16 se muestra la curva de capacidad en la que se puede apreciar que este tipo de edificio es capaz de sostener una respuesta dúctil estable, evidenciada por alto valor del desplome último.

De la curva bilineal idealizada de la Figura 16 se obtiene una ductilidad de 5,15, que es un valor por encima del considerado en el proceso de proyecto sismorresistente de la estructura, que es de 4. Esto significa que los edificios con vigas de canto disponen de suficiente capacidad de respuesta dúctil ante la acción de fuerzas sísmicas, además de una adecuada reserva de resistencia. Finalmente, en la Figura 17 se muestra la evolución del índice global de daño para este tipo de edificio.

La respuesta no lineal del edificio porticado con vigas de canto corresponde a la típica respuesta que exhiben los edificios de baja altura de hormigón armado, en los que el comportamiento general incluye la formación de rótulas plásticas en los extremos de los pilares del primer nivel. Este comportamiento general se debe a la difícil tarea que resulta de proyectar edificios con pilar fuerte-viga débil, fundamentalmente por el predominio de las acciones de gravedad sobre las vigas, que requieren secciones que finalmente resultan mayores que los de los pilares.

## 4. COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA NO LINEAL DE LOS TRES EDIFICIOS

Una vez obtenidos los resultados del análisis no lineal de los tres edificios, es provechoso destacar los aspectos generales que caracterizan la respuesta de cada tipología estructural. Para ello se han calculado y representado gráficamente curvas de capacidad de los mencionados edificios en la Figura 18, en la que puede observarse que los tres alcanzan un cortante en la base superior al del proyecto. Esto indica que los tres edificios satisfacen este objetivo inicial del pro-

yecto, aunque es notoria la diferencia entre las reservas de resistencia de cada uno de ellos. También se puede observar que los edificios porticados con vigas de canto son los que disponen de mayor capacidad dúctil y que ésta es varias veces superior a la de los edificios con vigas planas o con forjados reticulares. En resumen, los edificios porticados con vigas de canto son los únicos capaces de garantizar un comportamiento dúctil y tener, al mismo tiempo, una reserva de resistencia satisfactoria.

## 5. CURVAS DE FRAGILIDAD Y MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO

La evaluación de los edificios también se puede efectuar aplicando procedimientos que involucran un enfoque combinado de corte determinista y probabilista. Con la finalidad de determinar las curvas de fragilidad de los casos estudiados, es necesario determinar los umbrales de daño que corresponden a unos Estados Límite específicos. Estos umbrales de daño son los desplomes para los cuales se alcanza un grado de daño específico que se correlaciona con los desplomes relativos,

ver las Figuras 19 a la 21. En estas gráficas se han señalado tres líneas discontinuas horizontales, que representan un valor de desplome relativo para el cual se alcanza un daño específico, en la primera intersección de esas líneas con alguna de las curvas se alcanza un umbral de daño.

Para la determinación de las curvas de fragilidad se utilizan los desplazamientos determinados para los estados de daño, siendo estos estados: sin daño, daño leve, daño moderado, daño severo y colapso. Estos desplazamientos se han transformado en desplazamientos espectrales, aplicando la ecuación siguiente:

$$S_d = \frac{S_a \cdot g \cdot T^2}{4 \cdot \pi^2} \quad (5)$$

En estas ecuación  $S_a$  es la aceleración espectral,  $g$  es la aceleración de la gravedad y  $T$  es el periodo fundamental del edificio.

El procedimiento contempla la aplicación de una función de densidad de probabilidad de los parámetros de demanda que

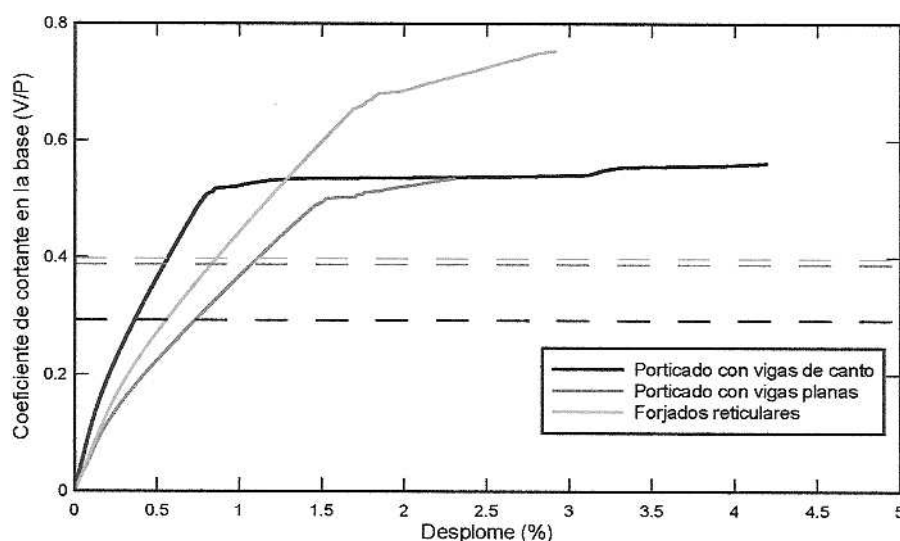


Figura 18. Comparación las curvas de capacidad de los tres edificios analizados.

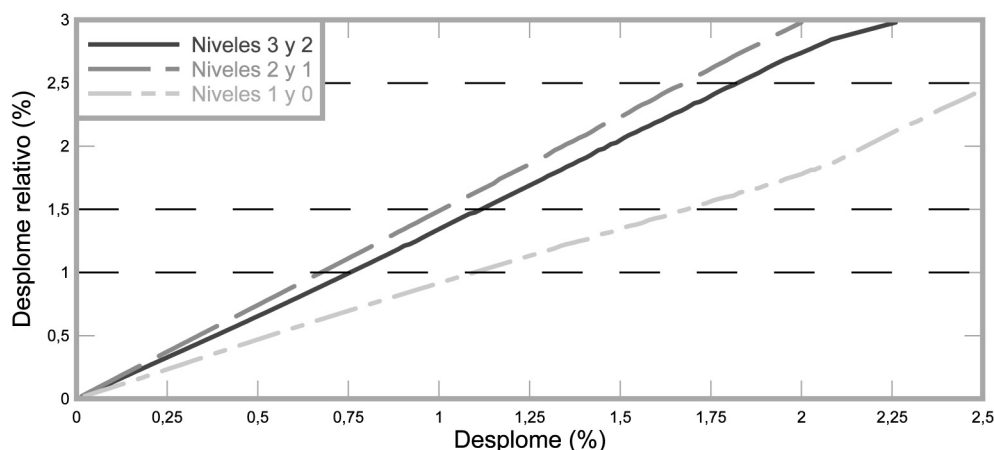


Figura 19. Determinación de los umbrales de daño del edificio con forjados reticulares

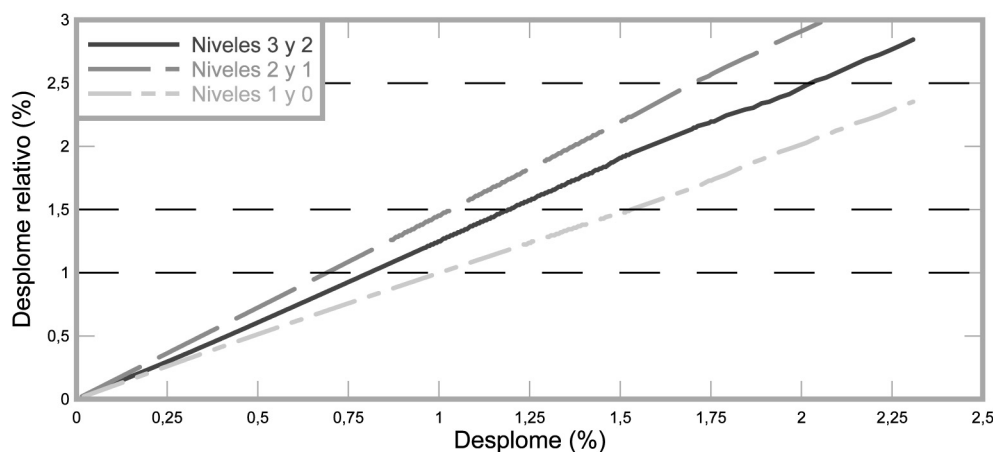


Figura 20. Determinación de los umbrales de daño del edificio porticado con vigas planas.

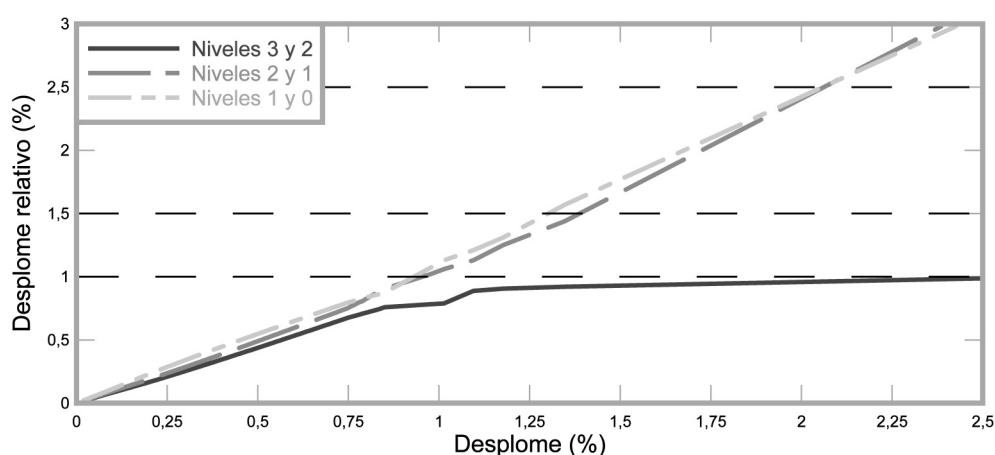


Figura 21. Determinación de los umbrales de daño del edificio porticado con vigas de canto.

definen los estados de daño corresponde a la distribución log-normal [23] que depende del desplazamiento espectral, siendo este último el desplome de un sistema de un grado de libertad equivalente al edificio analizado.

$$F(S_d) = \frac{1}{\beta_{ds} S_d \sqrt{2\pi}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right)^2 \right] \quad (6)$$

Donde  $\bar{S}_{d,ds}$  es el valor medio del desplazamiento espectral en el cual el edificio alcanza el umbral del estado de daño  $d_s$ ,  $\beta_{ds}$  es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral para el estado de daño  $d_s$ .

La probabilidad  $P(S_d)$  condicional de alcanzar o exceder un estado de daño en particular,  $d_s$ , dado el desplazamiento espectral,  $S_d$ , (u otro valor de demanda sísmica) se define como la integral entre 0 y  $S_d$  de su función de densidad  $F(S_d)$ :

$$P(S_d) = \int_0^{S_d} F(S_d) d(S_d) \quad (7)$$

En las Figuras 22, 23 y 24 se muestran las curvas de fragilidad calculadas para los tres edificios objeto de este estudio.

Nótese que las curvas de fragilidad se representan como función del desplazamiento espectral  $S_d$ .

Las matrices de probabilidad de daño se obtienen a partir de la intersección del desplazamiento del punto de demanda por capacidad, obtenido conforme a la demanda sísmica contemplada en la norma sismorresistente española NCSE-02, con las curvas de fragilidad y representan la probabilidad de exceedencia de un estado generalizado de daños [24]. En la Tabla 1 se muestra la matriz de probabilidad de daños calculadas para la respuesta de los tres edificios considerados.

Tabla 1. Matrices de probabilidad de daño de los tres edificios estudiados

	Edificio		
	P. Planas	Forjados	P. Canto
<b>Nulo</b>	0,0008	0,0003	0,0040
<b>Ligero</b>	0,1635	0,0943	0,4030
<b>Moderado</b>	0,3476	0,2465	0,4435
<b>Severo</b>	0,3523	0,3629	0,1393
<b>Colapso</b>	0,1358	0,2960	0,0102

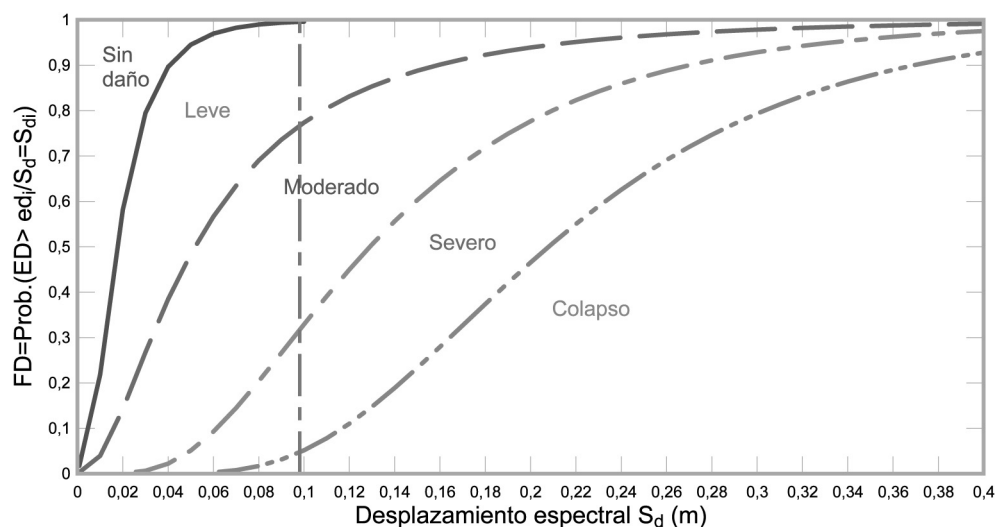


Figura 22. Curvas de fragilidad del edificio con forjados reticulares.

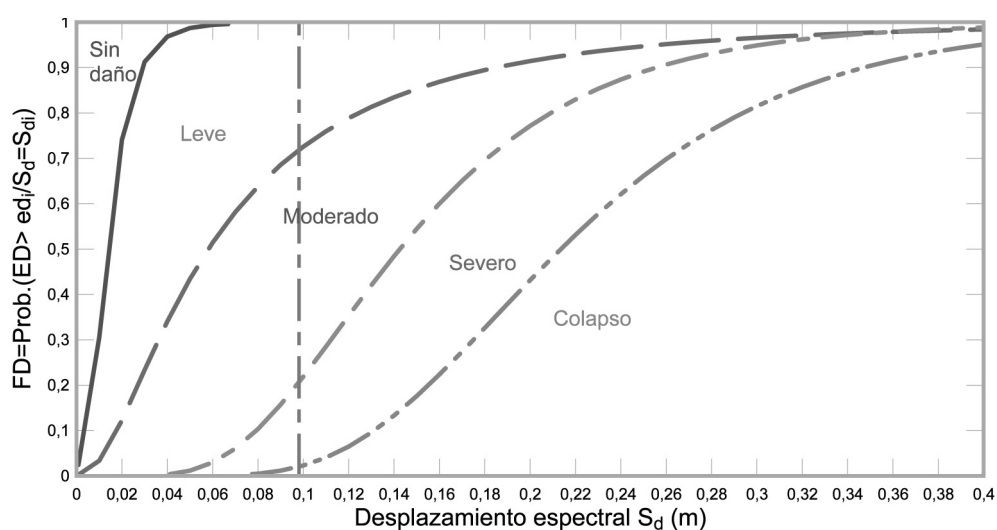


Figura 23. Curvas de fragilidad del edificio porticado con vigas planas.

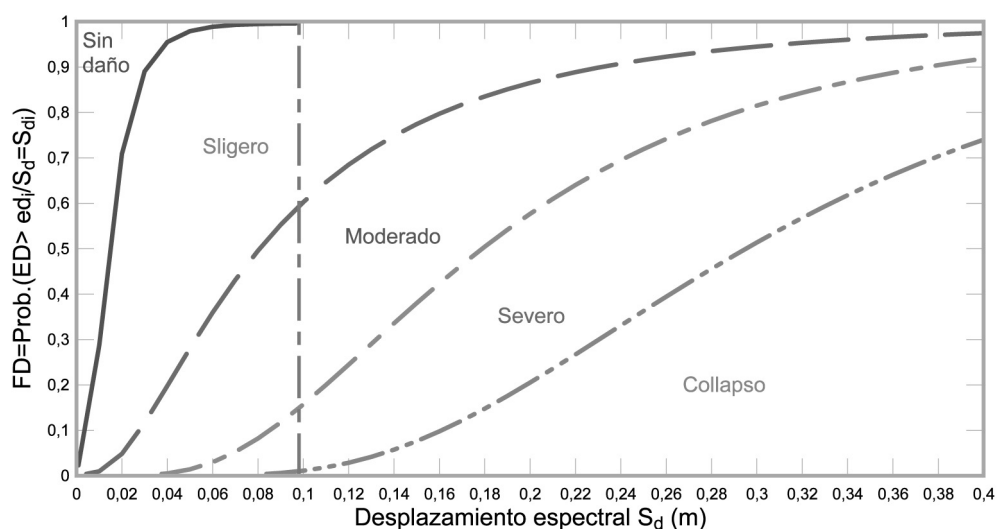


Figura 24. Curvas de fragilidad del edificio porticado con vigas de canto.

Es notable que para la demanda impuesta a los edificios, los dos proyectados para ductilidad limitada alcanzan altas probabilidades de excedencia de los estados de daño severo (0,3629

para el edificio con forjados reticulares y 0,3523 para el edificio porticado con vigas planas) y de colapso (0,2960 para el edificio con forjados reticulares y 0,1358 para el edificio por-



ticado con vigas planas). Estos resultados contrastan con los obtenidos para el edificio porticado con vigas de canto, para el cual las probabilidades de excedencia de los estados de daño severo y de colapso son menores en comparación con las calculadas para los edificios de ductilidad limitada.

## 6. CONCLUSIONES

En este trabajo se han podido verificar algunos aspectos del proyecto sismorresistente de edificios de hormigón armado, analizando su respuesta obtenida mediante un análisis estático no lineal y mediante la aplicación de un procedimiento mediante el cual se determinan las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño:

- Los desplomes de plastificación de los pórticos para la determinación de la ductilidad, se calculan mediante forma bilineal idealizada propuesta por Park en 1988. Esta forma bilineal demuestra ser adecuada para igualar la energía de la respuesta no lineal obtenida del análisis estático no lineal y la respuesta no lineal idealizada, sin embargo no permite determinar valores adecuados del índice de daño.

- En cuanto a los resultados de la respuesta no lineal de los casos estudiados, los edificios porticados con vigas de canto disponen de suficiente ductilidad y reserva de resistencia para garantizar que un comportamiento estable. La ductilidad de este edificio es superior a la de proyecto.

- Los edificios de ductilidad limitada tienen altas reservas de resistencia lo que resulta beneficioso siempre y cuando sean capaces de mantener la respuesta en el rango elástico, al ser sometidas a la acción de un terremoto.

- Se verifica que los desplomes relativos son útiles en la determinación de los umbrales de daño, de forma objetiva.

- Las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño permiten concluir que los edificios porticados con vigas de canto, al ser sometidos a la demanda sísmica tipificada en la norma sismorresistente española NCSE-02, tienen menor probabilidad de exceder el estado de daños severos e inclusive de colapso, en comparación con los edificios con los edificios con forjados reticulares y los porticados con vigas planas.

- Se concluye que la respuesta dúctil de los edificios porticados con vigas de canto resulta adecuada para edificios esenciales que requieren mantenerse en servicio luego de la ocurrencia de un terremoto. Sin embargo, es necesario que esta tipología sea proyectada con un adecuado armado que garantice un confinamiento efectivo, prestando especial atención a las zonas de los nudos y otras zonas sensibles a cortante.

## BIBLIOGRAFÍA

[1] Applied Technology Council (ATC). *ATC-40: The Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. ATC: Redwood City, CA, 1996.

[2] Federal Emergency Management Agency. *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA 273—Provisions. FEMA 274—Commentary*, Washington, DC, 1997.

[3] Bertero, R. y Bertero, V. (2002). Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 31: 627-652.

[4] Elnashai, A. y Mwafi, A. (2002) Overstreght and force reduction factors of multistory reinforced-concrete buildings. *Structural design of tall buildings*. Vol. 11 : 329-351.

[5] Fragiaco, M., Amadio, C. y Rajgelj, S. (2006). Evaluation of the structural response under seismic actions using non-linear static methods. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 35: 1511-1531.

[6] Erberik, A. y Elnashai, A. (2006). Loss Estimation Analysis of Flat-Slab Structures. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 7, N° 1, 26-37.

[7] NCSE-2002. *Norma de construcción sismorresistente*. BOE N° 244. 2002. Madrid.

[8] International Building Conference of Building Officials. (1997). *Uniform Building Code (UBC-97)*. Whittier, California.

[9] International Building Conference of Building Officials. (2003). *International Building Code (IBC-2003)*. Whittier, California.

[10] Vielma J. C., Barbat A. y Oller S. (2006). Factores de reducción de respuesta: estado del arte y estudio comparativo entre códigos. *Revista internacional de ingeniería de estructuras*. Vol. 11, 1, 79-106, Quito, Ecuador.

[11] Vielma, J., Barbat, A., Oller, S. (2007). Comparación entre los factores de reducción de respuesta de la norma NCSE-02 y del Eurocódigo 8. *Hormigón y acero*. En prensa.

[12] Park, R. (1988). State-of-the-art report: ductility evaluation from laboratory and analytical testing. In proceedings 9<sup>th</sup> WCEE. IAEE, Tokyo-Kyoto, Japan VIII, 605-616.

[13] Barbat, A. H., Oller, S. y Vielma, J.C. (2007). *Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado*. Serie de monografías ARCER, monografía N° 5, Madrid.

[14] Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2007). Respuesta no lineal de edificios de concreto armado proyectados para baja ductilidad. *Boletín Técnico del IMME*. Vol. 45, N° 2, Caracas, Venezuela.

[15] Barbat, A. H., Oller, S. y Vielma, J.C. (2005). *Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02*. Monografía IS-56, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE). Barcelona.

[16] PLCd Manual (1991). *Non-linear thermo mechanic finite element oriented to PhD student education*, code developed at CIMNE.

[17] Mata, P., Oller, S., y Barbat, A. H. (2007). Static analysis of beam structures under nonlinear geometric and consti-

tutive behaviour, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol 196, 4458-4478.

[18] Mander, J. B., Priestley, M.J. N. and Park, R. (1988). Observed stress-strain behaviour of confined concrete. *Journal of Structural Engineering*. ASCE, Vol. 114, Nº 8, pp 1827-1849.

[19] ACI Comitee 318. (2005). *Building code requirements for structural concrete ACI 318-05*. Farmington Hills, Michigan.

[20] Car, E., Oller, S. y Oñate, E. (2000). *An Anisotropic Elasto Plastic Constitutive Model for Large Strain Analysis of Fiber Reinforced Composite Materials*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering. Vol. 185, No. 2-4, pp. 245-277. 2000. ISSN: 0045-7825.

[21] Car, E., Oller, S. y Oñate, E. (2001). *A Large Strain Plasticity for Anisotropic Materials: Composite Material Application*. International Journal of Plasticity. Vol.17, No. 11, pp. 1437-1463. Nov. 2001. ISSN: 0749-6419.

[22] Hanganu, A. Oñate, E. y Barbat, A. (2002). A finite element methodology for local/global damage evaluation in civil engineering structures. *Computers & Structures*. 80, 1667-1687.

[23] Pinto, P. E., Giannini, R. y Franchin, P. (2006). *Seismic reliability analysis of structures*. IUSS Press. Pavia. Italy.

[24] Barbat, A. H., Vielma J. C. y Oller, S. (2007). Seismic safety of the limited ductility buildings existing in Spain, invited lecture, *7º Congresso de sismologia e engenharia sismica*, Oporto, Portugal.